

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
“Казанский государственный архитектурно-строительный университет”

На правах рукописи



Шакирзянов Фарид Рашитович

ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СИСТЕМЫ КОНСТРУКЦИЯ-ГРУНТ

01.02.04 – механика деформируемого твердого тела

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени
кандидата физико-математических наук

Казань – 2012

Работа выполнена на кафедре сопротивления материалов и основ теории упругости Казанского государственного архитектурно-строительного университета.

Научный руководитель: д.ф.-м.н., профессор
Каюмов Рашит Абдулхакович

Официальные оппоненты: д.ф.-м.н., профессор ФГБОУ ВПО Казанского национального исследовательского технического университета им. А.Н. Туполева
Паймушин Виталий Николаевич

к.ф.-м.н., доцент ФГАОУ ВПО Казанского федерального университета
Бережной Дмитрий Валерьевич

Ведущая организация: ФГБОУ ВПО “Казанский национальный исследовательский технологический университет”

Защита состоится 21 июня 2012 г. в 14 ч. 30 мин. на заседании диссертационного совета Д 212.081.11 при Казанском (Приволжском) федеральном университете, расположенном по адресу: 420008, Казань, ул. Кремлевская, 18, ауд. мех. 2.

С диссертацией можно ознакомиться в научной библиотеке им. Лобачевского Казанского (Приволжского) федерального университета.

Автореферат разослан 18 мая 2012 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета,
к.ф.-м.н., доцент



Саченков А.А.

Общая характеристика работы

Актуальность темы определяется повышенными требованиями к безопасности и экономичности работ при ведении точечной застройки в черте города, реконструкции и надстройке существующих зданий, прокладке трасс подземных коммуникаций, строительстве метрополитена, освоении подземного пространства под или рядом с существующими сооружениями. В настоящее время имеется определенный разрыв между потребностями практики и существующими СНиПами, который может быть устранен более точной постановкой задач оценки несущей способности сооружений и их расчета с использованием уточненных моделей и современных численных методов.

Целью работы является разработка методик расчета несущей способности и осадки системы конструкция-грунт в трехмерной постановке с учетом пластичности, ползучести, нелинейной упругости, дилатансии, изменения пористости и прочностных характеристик грунта с течением времени и в условиях ведения строительных работ.

Научная новизна заключается:

- в разработке методики определения предельной нагрузки системы конструкция-грунт по теории предельного равновесия;
- в разработке методики определения деформаций системы конструкция-грунт по жестко-ползучей модели;
- в разработке методики определения уровня напряженно-деформированного состояния и оценки несущей способности системы конструкция-грунт с учетом пластичности, ползучести, нелинейной упругости, дилатансии, пористости и изменения прочностных характеристик грунта с течением времени, а также в зависимости от процесса выемки грунта;
- в выявлении закономерностей влияния механических, геометрических и временных характеристик на предельную нагрузку и осадку системы конструкция-грунт на основе численных экспериментов.

Практическая ценность работы состоит: в разработке различных методик оценки предельного состояния и определения напряженно-деформированного состояния системы конструкция-грунт; в практических рекомендациях по применению этих методик; разработке программных средств, позволяющих прогнозировать результаты проведения строительных работ по освоению подземного пространства.

Достоверность полученных результатов обеспечивается применением хорошо зарекомендовавших себя расчетных моделей грунта и железобетона, использованием известных соотношений механики деформируемого твердого тела, применением строгих математических выкладок, сравнением результатов расчетов с известными решениями, решениями тестовых задач и их анализом.

На защиту выносятся:

- методика определения предельной нагрузки системы грунт-конструкция по теории предельного равновесия;
- методика определения деформаций системы конструкция-грунт по жестко-ползучей модели;
- методика определения уровня напряженно-деформированного состояния и снижения несущей способности системы конструкция-грунт с учетом пластичности, ползучести, нелинейной упругости, дилатансии, изменения пористости и прочностных характеристик грунта с течением времени а также в зависимости от процесса выемки грунта;
- вычислительный комплекс, реализующий три варианта расчета – по теории предельного равновесия, по теории жестко-ползучего деформирования, по теории упруго-вязко-пластического деформирования.
- закономерности влияния механических, геометрических и временных характеристик на предельную нагрузку и осадку конструкции, выявленных на основе численных экспериментов.

Апробация работы. Основные результаты диссертации докладывались на следующих конференциях:

- на Второй международной конференции “Проблемы нелинейной механики деформируемого твердого тела”, КГУ, 2009;
- на X Всероссийском съезде по фундаментальным проблемам теоретической и прикладной механики, Н. Новгород, 2011;
- на 24-ой Международной конференции “Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов”, Санкт-Петербург, 2011 г.;
- на международной научно-практической конференции “Актуальные проблемы естественных и гуманитарных наук” Казанского (Приволжского) государственного университета, г. Зеленодольск, 2011 г.;
- на XVIII международном симпозиуме “Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред” им. А.М. Горшкова, Москва, 2012.
- на 61-64 республиканских и международных конференциях Казанского государственного архитектурно-строительного университета (2009-2012 гг.);

Диссертация в целом докладывалась и получила одобрение на расширенных семинарах кафедры сопротивления материалов и основ теории упругости КГАСУ и кафедры теории упругости КФУ.

Работа выполнена в соответствии с планом научно-исследовательских работ Казанского государственного архитектурно-строительного университета на кафедре сопротивления материалов и основ теории упругости при поддержке гранта Академии наук Республики Татарстан “Новые технологии укрепления грунтовых массивов путем вертикального армирования” (№10-03, 2009).

Публикации. Материалы диссертации опубликованы в 12 печатных работах, из них 3 статьи в рецензируемых журналах, 4 статьи в сборниках трудов конференций и 5 тезисов докладов.

Структура и объем диссертации. Диссертация состоит из введения с обзором литературы, трех глав, заключения и списка литературы. Общий объем диссертации 145 страниц, из них 125 страницы текста, включая 10 таблиц и 80 рисунков. Библиография включает 184 наименования на 20 страницах.

Содержание работы

Во введении обосновываются актуальность темы, научная новизна и практическая значимость результатов, сформулированы цели работы, представлены выносимые на защиту научные положения, проводится обзор работ по теме диссертации. Отмечается, что важный вклад в развитие механики грунтов внесли отечественные и зарубежные ученые Алиев М.М., Абелев Ю.М., Арутюнян Н.Х., Безухов Н.И., Бережной Д.В., Бишоп А.В., Боткин А.И., Бойко И.П., Бьеррум Л., Власов В.З., Вялов С.С., Герсегонов Н.М., Гольденблат И.И., Гольдштейн М.Н., Горбунов-Посадов М.И., Городецкий С.Э., Далматов Б.И., Денисов Н.Я., Зарецкий Ю.К., Казагранде А., Крылов А.Н., Кулон Ш., Ломизе Г.М., Маслов Н.Н., Месчан С.Р., Мирсаяпов И.Т., Пузыревский Н.П., Рейнер М., Соколовский В.В., Соловьев Е.Г., Терцаги К., Ухов С.Б., Фадеев А.Б., Флорин В.А., Цытович Н.А. и др.

В разработку и развитие теории предельного равновесия внесли значительный вклад Гвоздев А.А., Гринберг Х., Друккер Д., Ерхов М.И., Ивлев Д.Д., Каменярж Я.А., Каюмов Р.А., Ключников В.Д., Койтер В., Немировский Ю.В., Прагер В., Ржаницын А.Р., Рутман Ю.Л., Сибгатуллин Э.С., Терегулов И.Г., Хилл Р., Ходж Ф.Г. и др.

В первой главе дается постановка задачи по разработке методики расчета несущей способности и осадки системы конструкция-грунт, приводятся основные уравнения и соотношения, используемые в расчетах квазиоднофазных грунтов и конструкций. При этом рассматриваются грунты, у которых степень водонасыщенности $I_w < 0.7$ и которые характеризуются либо отсутствием самостоятельной свободной жидкой фазы, либо отсутствием влияния жидкой фазы на деформацию скелета грунта. Индекс текучести I_L считается малым, процесс консолидационной фильтрации не учитывается.

В качестве конструктивной части рассматриваются бетонные и железобетонные конструкции, применяемые при возведении фундаментов глубокого заложения, совместно работающие с окружающим их грунтом.

Вариационное уравнение принципа возможных перемещений имеет вид

$$\iiint_V \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dV = \iiint_V Q_i \delta u_i dV + \iint_S P_{in} \delta u_i dS, \quad (1)$$

где Q_i, P_{in} – объемные и поверхностные нагрузки.

Связь деформаций и перемещений считается линейной, используются соотношения Коши

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}). \quad (2)$$

В качестве критерия прочности грунта принимается критерий Друккера-Прагера, записываемый в форме

$$\begin{aligned} F &= \alpha J_1 + \sqrt{J_2} - K = 0, \quad J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z, \\ J_2 &= \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2, \end{aligned} \quad (3)$$

где α и K выражаются через сцепление C и угол внутреннего трения φ :

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}, \quad K = \frac{6C \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}.$$

Для оценки прочности бетона также используется критерий Друккера-Прагера (3), в котором параметры α, K зависят от пределов прочности бетона на растяжение R_{bt} и сжатие R_b :

$$\alpha = \frac{R_b - R_{bt}}{\sqrt{3}(R_b + R_{bt})}, \quad K = \frac{2R_b R_{bt}}{\sqrt{3}(R_b + R_{bt})}.$$

Ползучесть учитывается на основе теории упрочнения, в которой выражение тензора скорости деформаций ползучести имеет вид

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^c = \frac{\mu \sigma_0^\alpha}{1 + A_1 \varepsilon_0^c} \delta_{ij} + \frac{\eta \sigma_i^\beta}{1 + A_2 \varepsilon_i^c} H^{ijkl} \sigma_{kl}, \quad (4)$$

где μ, η, α, β – реологические коэффициенты; A_1, A_2 – параметры упрочнения; H^{ijkl} – тензор, связывающий компоненты тензора напряжений и девиатор скорости деформаций ползучести.

Пластичность описывается ассоциированным законом течения

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}, \quad (5)$$

где $\dot{\lambda}$ – вектор, коллинеарный к нормали поверхности текучести.

Во второй главе предлагаются подходы, алгоритмы и численные методики решения задач определения предельной нагрузки и осадки системы конструкция-грунт.

Максимальная нагрузка, которую может выдержать система, определяется на основе теории предельного равновесия, базирующейся на модели жестко-пластического тела. Согласно этой теории, деформация начинается только при достижении напряжений σ_{ij} предельной поверхности (поверхности текучести):

$$F(\sigma_{ij}) = 1. \quad (6)$$

В качестве предельной используются поверхность, определяемая критерием Друккера-Прагера (3). Однако она неудобна для использования в расчетах, т.к. являются незамкнутой, невыпуклой и имеют особую точку. Поэтому критерий Друккера-Прагера аппроксимируется обобщенным критерием Мизеса, записываемого для разнородного материала в виде

$$\frac{(\{\sigma\} - \{s\})^T [A] (\{\sigma\} - \{s\})}{k_f} = 1, \quad (7)$$

где компоненты матрицы $[A]$ равны: $a_{11} = a_{22} = a_{33} = 1$, $a_{12} = a_{13} = a_{21} = a_{23} = a_{31} = a_{32} = -0.45$, $a_{44} = a_{55} = a_{66} = 3$; $\{s\} = \{s_1 \ s_1 \ s_1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T$ – вектор, определяемый координатами центра эллипсоида в пространстве напряжений; k_f, s_1 – прочностные характеристики, зависящие от пределов текучести на растяжение-сжатие σ_p и σ_c :

$$k_f = \frac{a_{11}(8a_{12}\sigma_c\sigma_p + a_{11}(3\sigma_c^2 - 2\sigma_c\sigma_p + 3\sigma_p^2))}{4(a_{11} + 2a_{12})}, \quad s_1 = \frac{a_{11}(\sigma_p - \sigma_c)}{2(a_{11} + 2a_{12})}.$$

Оценка предельной нагрузки проводится на основе кинематической и статической теорем теории предельного равновесия методом вариации упругих характеристик, предложенный Каюмовым Р.А., позволяющий получать нижнюю и верхнюю оценки предельной нагрузки без привлечения сложного математического аппарата. Суть его заключается в следующем.

Уравнения равновесия в операторной форме записываются в виде

$$L(\{\sigma\}) = \{P^*\}, \quad l(\{\sigma\}) = \{Q^*\}. \quad (8)$$

Предполагается, что объемная и поверхностная нагрузки состоят из постоянной и увеличивающейся частей:

$$\{Q^*\} = \{Q^c\} + \{Q^0\}\theta, \quad \{P^*\} = \{P^c\} + \{P^0\}\theta,$$

где θ – некоторый параметр нагружения.

Тогда уравнения (8) преобразуются к виду

$$L(\{\tau_0\}) = \frac{\{P^c\}}{\theta} + \{P^0\} - \frac{L(\{s\})}{\theta}, \quad l(\{\tau_0\}) = \frac{\{Q^c\}}{\theta} + \{Q^0\} - \frac{l(\{s\})}{\theta}, \quad (9)$$

где

$$\{\tau_0\} = \frac{\{\sigma\} - \{s\}}{\theta}.$$

Согласно статической теореме, напряжения не должны выходить за пределы поверхности текучести, но можно допустить, что в некоторой точке они могут выйти на поверхность текучести. Тогда нижняя граница коэффициента предельной нагрузки определяется соотношением

$$\theta_- = \frac{1}{\max_x \sqrt{F(\{\tau_0\})}}. \quad (10)$$

Таким образом, задача отыскания коэффициента предельной нагрузки снизу θ_- сводится к системе уравнений (9), (10) относительно τ_0 .

Для определения напряженного состояния объекта расчета используется МКЭ, базирующийся на вариационном уравнении (1). При этом напряжения σ связаны с ε соотношениями (5), (7) так:

$$\{\sigma\} = \frac{[A]^{-1}}{\sqrt{\{\varepsilon\}^T [A]^{-1} \{\varepsilon\}}} \{\varepsilon\} + \{s\}. \quad (11)$$

В результате конечноэлементной дискретизации объекта по пространственным координатам получается разрешающее уравнение МКЭ

$$[K]\{u\} = \{F\}, \quad (12)$$

где $[K]$ – матрица жесткости, $\{F\}$ – вектор узловых сил.

Если принять, что вектор скорости пластических деформаций $\{\dot{\varepsilon}\} = \{\varepsilon/\theta\}$, то решение задачи (9), (10) можно использовать для определения верхней границы θ_+ . В соответствии с кинематической теоремой, верхняя граница коэффициента предельной нагрузки θ_+ вычисляется как отношение мощности пластических деформаций к мощности внешних сил:

$$\theta_+ = \frac{\iiint_V \{\sigma_+\} \{\dot{\varepsilon}^+\} dV - \iiint_V \{Q^c\} \{\dot{u}^+\} dV - \iint_S \{P^c\} \{\dot{u}^+\} dS}{\iiint_V \{Q^0\} \{\dot{u}^+\} dV + \iint_S \{P^0\} \{\dot{u}^+\} dS}. \quad (13)$$

Задачи определения нижней и верхней границ коэффициента предельной нагрузки θ_- и θ_+ по формулам (10) и (13) удобно решать методом простых итераций, в котором матрица жесткости определяется по результатам

предыдущего шага итерации. Итерации проводятся до сходимости решения с заданной точностью.

Для решения поставленных в диссертации задач автором разработан комплекс программ на языке программирования C++, позволяющих проводить различные варианты расчета с использованием восьмиузлового изопараметрического трехмерного конечного элемента. На базе этих программ в этой главе решен ряд тестовых и модельных задач по жестко-пластической модели. В частности, рассмотрены задачи растяжения (рис. 1) и изгиба (рис. 2) балки-стенки. Ее размеры и механические характеристики: $l = 10$ см, $h = 2$ см, $b = 0.2$ см, $q = 1900$ кг/см², $E = 2.0 \cdot 10^6$ кг/см², $\nu = 0.28$.

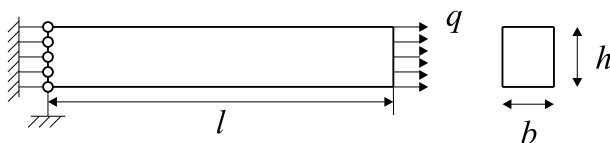


Рис. 1

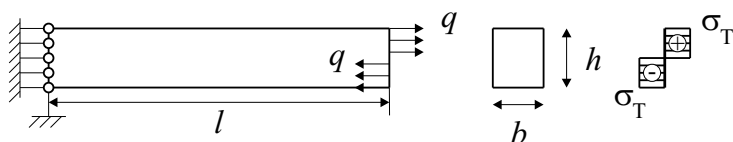


Рис. 2

В табл. 1 приведены результаты расчета предельной нагрузки при изгибе балки-стенки из разнопрочного материала с разными вариантами пределов прочности.

Таблица 1. Предельные нагрузки при изгибе различных разнопрочных балок

Предел прочности на растяжение (кг/см ²)	2000	2000	2000	2000	2000
Предел прочности на сжатие (кг/см ²)	2000	3000	4000	6000	8000
Аналитическое значение предельной нагрузки (кг/см ²)	2000	2400	2667	3000	3200
Численное значение предельной нагрузки (кг/см ²)	2008	2358	2610	2942	3322
Погрешность расчета	+0.8%	-1%	-2%	-2%	+3%

Ниже представлены графики сходимости коэффициента предельной нагрузки снизу и сверху в зависимости от числа итераций для случаев, когда пределы прочности на растяжение и сжатие одинаковы (рис. 3) и отличаются в два раза (рис. 4). Выявлено, что для равнопрочных материалов сходимость более быстрая (достаточно 4-5 итераций).

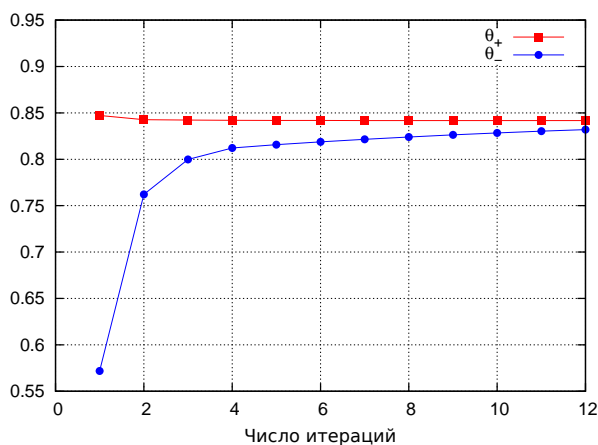


Рис. 3

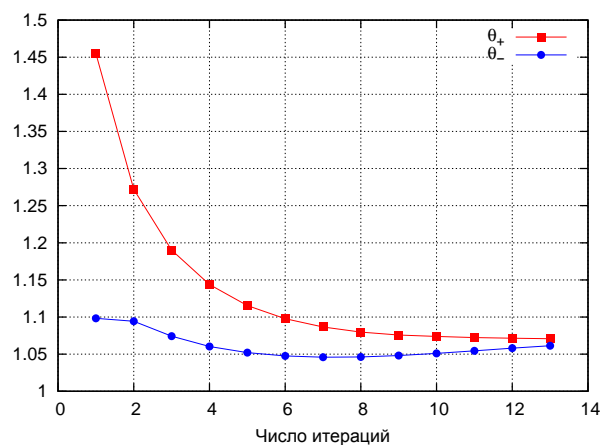


Рис. 4

Достоверность полученных результатов проверялась на задаче расчета невесомого грунта, нагруженного давлением P , впервые решенной для плоского случая Прандтлем и Рейснером (рис. 5).

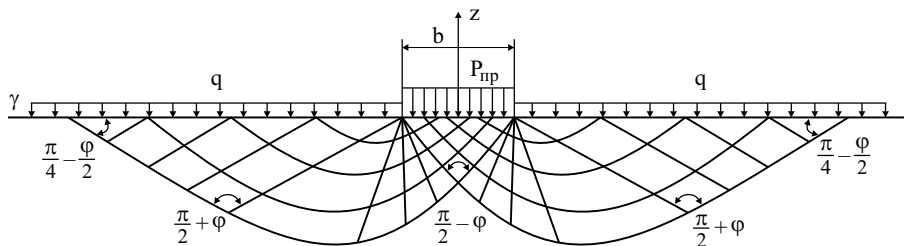


Рис. 5

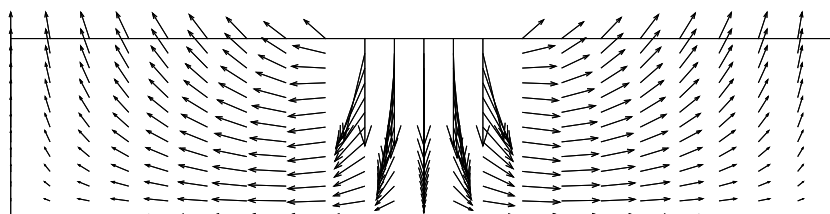


Рис. 6

При $C=21$ кПа и $\varphi=15^\circ$ аналитическое решение дает значение предельной нагрузки 230.5 кПа, а ее численное значение равно 239.4 кПа. Относительная погрешность расчета составляет 3.7%. На рис. 6 представлена диаграмма распределения скоростей перемещений в предельном состоянии, полученная численным путем. Наблюдается хорошая согласованность скоростей перемещений с линиями скольжения на рис. 5.

Для оценки осадки системы используется подход, в соответствии с которым упругая часть деформации считается пренебрежимо малой по сравнению с деформацией ползучести (модель жестко-ползучего тела). В этом

случае из уравнения (4) следует

$$\{\sigma\} = \left[\frac{\eta \sigma_i^\beta}{1 + A_2 \varepsilon_i^c} [H] \right]^{-1} \cdot \left(\{\dot{\varepsilon}^c\} - \frac{\mu \sigma_0^\alpha}{1 + A_1 \varepsilon_i^c} \{s_0\} \right),$$

где $\{s_0\} = \{1, 1, 1, 0, 0, 0\}^T$.

Поскольку задача квазистатическая, то перемещения и деформации могут быть заменены скоростями перемещений и деформаций с некоторым делителем размерности времени. Тогда

$$\{\sigma\} = \left[\frac{\eta \sigma_i^\beta}{1 + A_2 \dot{\varepsilon}_i^c T} [H] \right]^{-1} \cdot \left(\{\dot{\varepsilon}^c\} - \frac{\mu \sigma_0^\alpha}{1 + A_1 \dot{\varepsilon}_i^c T} \{s_0\} \right), \quad (14)$$

где T – интересующее нас время. Это соотношение является аналогом физических соотношений для нелинейно-упругого тела.

На основе данного подхода определены перемещения в тестовых задачах растяжения и изгиба балки-стенки прямоугольного поперечного сечения (рис. 1, 2) с учетом ползучести. Принималось: $\eta = 1.5 \cdot 10^{-11}$, $T = 10^5$ часов, $\beta = 1.2$. Остальные характеристики взяты без изменений.

На рис. 7, 8 представлены графики сходимости перемещений от числа итераций и числа элементов, где по вертикали отложены максимальные перемещения на свободном правом торце балки-стенки. Горизонтальным линиям соответствуют значения перемещений, определенные по аналитическим формулам, а кривым – перемещения, найденные численно. Наблюдается быстрая сходимость к точному решению.

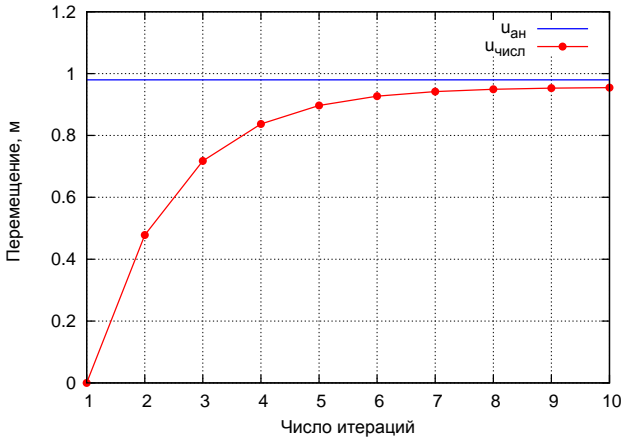


Рис. 7

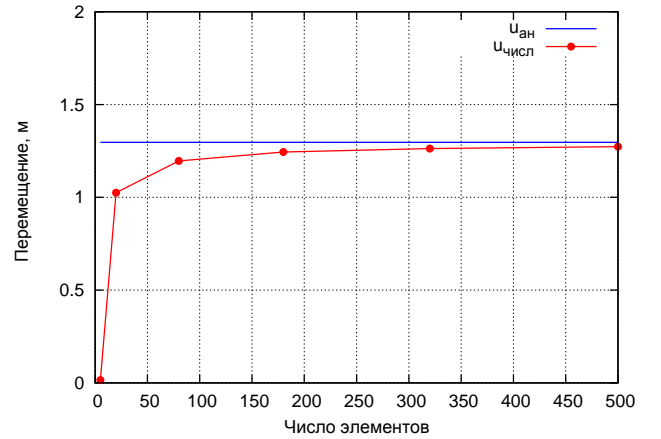


Рис. 8

В качестве модельной рассмотрена задача расчета подземного гаража, взаимодействующего с грунтом и находящегося под действием распределенной нагрузки q от верхней части здания. На рис. 9 представлено векторное

поле скоростей перемещений для предельного состояния системы основание-грунт, а на рис. 10 представлены изополя напряжений σ_z , полученные по жестко-ползучей модели, с наложением на деформированное состояние.

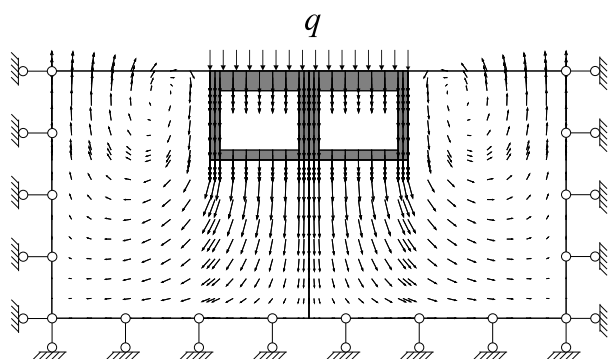


Рис. 9

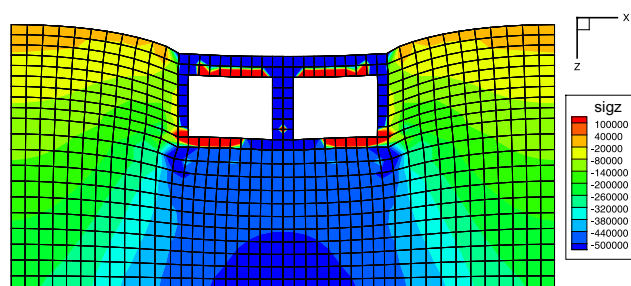


Рис. 10

Используемые в расчете физико-механические характеристики грунта и железобетона приведены в табл. 2.

Таблица 2. Физико-механические характеристики материала

Вид материала	E (МПа)	ν	ρ (кг/м ³)	C (КПа)	φ (град)	R_{bt} (МПа)	R_b (МПа)
Грунт	9.18	0.42	2380	80.46	21	-	-
Бетон	32500	0.2	2550	-	-	1.35	16.9

В качестве другой модельной задачи рассмотрена задача постепенной выемки грунта из котлована, ограниченного по краям подземными железобетонными стенками [2–4, 10, 11]. Кроме собственного веса грунта и собственного веса железобетонной стенки, на грунт с правой и левой сторон от котлована действуют распределенные нагрузки q от находящихся рядом зданий.

На рис. 11 приведено векторное поле скоростей для предельного состояния системы, полученное по теории предельного равновесия, а на рис. 12 – изополя напряжений σ_z , полученные по жестко-ползучей модели.

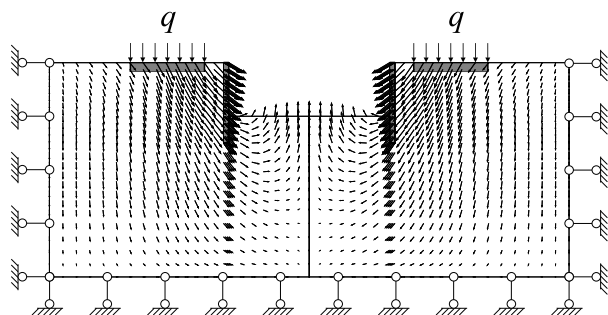


Рис. 11

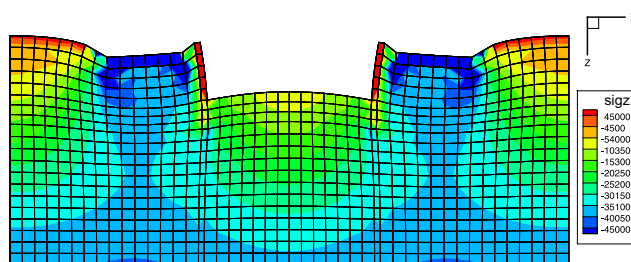


Рис. 12

При решении этой задачи было проведено исследование влияния на предельную нагрузку глубины выемки грунта под котлован (рис. 13). Как видно из графика, глубина котлована значительно снижает предельную нагрузку (в рассмотренном варианте до 40%).

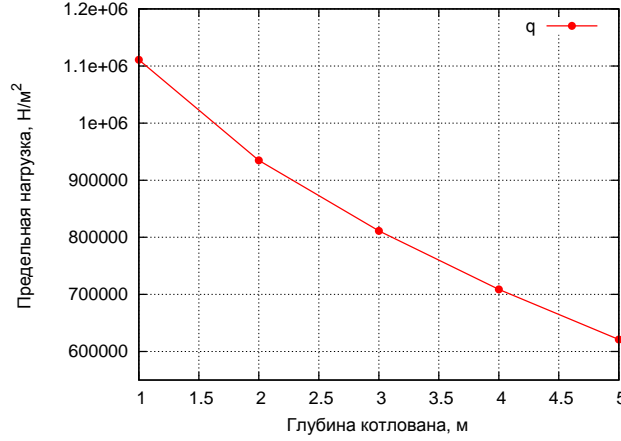


Рис. 13. Влияние глубины котлована на предельную нагрузку

Результаты анализа показали, что использование жестко-ползучей модели деформирования дает возможность быстрого и простого способа получения осадки системы. Для этого нет необходимости проводить интегрирование уравнений по времени, т.к. можно получить требуемый результат сразу для заданного конечного времени.

В третьей главе рассмотрены подходы к решению задачи определения предельной нагрузки и осадки системы грунт-конструкция по более сложной модели, а именно – по упруго-вязко-пластической модели деформирования с учетом нелинейной упругости, изменения пористости, дилатансии и деградации грунта. Принимается, что деформация состоит из трех частей:

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p + \varepsilon_{ij}^c, \quad (15)$$

где скорости деформаций ползучести $\dot{\varepsilon}^c$ и пластических деформаций $\dot{\varepsilon}^p$ определяются из соотношений (4) и (5), а упругие деформации ε^e из нелинейных соотношений, записываемых в виде

$$\varepsilon_{ij}^e = \left(\frac{1}{3K} - \frac{1}{2G} \right) \sigma_0 \delta_{ij} + \frac{1}{2G} \sigma_{ij}, \quad \sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3. \quad (16)$$

Здесь K – объемный модуль, G – модуль сдвига, оба из которых зависят от уровня деформированного состояния. Эти зависимости в работе принимается в виде дробно-линейного соотношения, предложенного Тимошенко С.П.:

$$\sigma_0 = 3K(\varepsilon_0)\varepsilon_0, \quad \tau_i = G(\gamma_i)\gamma_i, \quad (17)$$

где

$$K = \frac{E_0 \sigma_s}{3(1 - 2\nu)\sigma_s + E_0 \varepsilon_0}, \quad G = \frac{G_0 \tau_s}{\tau_s + G_0 \gamma_i}.$$

Здесь σ_s, τ_s – механические характеристики, E_0 – начальный модуль сжатия, G_0 – начальный модуль сдвига.

Так как уплотнение и разуплотнение грунта непосредственно связаны с изменением его пористости, то зависимость коэффициента пористости грунта от сжимающего напряжения принята в виде

$$e = e_0 \left(1 + \frac{e_1 \varepsilon_0}{1 + e_2 \varepsilon_0} \right), \quad (18)$$

где e_0, e_1, e_2 – механические параметры, определяемые из компрессионной кривой.

При моделировании процессов деформирования грунта учитывается и дилатансия, т.е. изменение объема грунта от сдвига. В общем случае объемная деформация грунта представляется в виде суммы

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_0^0 + \varepsilon_0^d, \quad (19)$$

где ε_0^0 – объемная деформация, вызванная всесторонним давлением; ε_0^d – объемная дилатансионная часть деформации, вызванная сдвигом.

Тогда математическая модель процесса дилатансии принимает вид

$$\varepsilon_0^d = \frac{d_1 \gamma_i}{1 + d_2 \gamma_i}, \quad (20)$$

где d_1, d_2 – механические характеристики, γ_i – интенсивность сдвига.

Рядом авторов показано, что снижение прочности грунтов в процессе их ползучести приводит к разрушениям при нагрузках, составляющих до 40% их кратковременной прочности. Поэтому в работе проводится учет изменения коэффициента удельного сцепления C и угла внутреннего трения φ в зависимости от пористости e в виде

$$C = C_0 - \frac{C_1(e - e_0)}{1 + C_2(e - e_0)}, \quad \varphi = \varphi_0 - \frac{\varphi_1(e - e_0)}{1 + \varphi_2(e - e_0)}, \quad (21)$$

где $C_0, C_1, C_2, \varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$ – механические параметры, определяемые из эксперимента.

Задача отыскания НДС системы грунт-конструкция решается методом последовательных догрузений, в котором на всех шагах нагружения решается уравнение равновесия (1) в приращениях:

$$\iiint_V \{\Delta \sigma\}^T \{\delta \varepsilon\} dV = \iiint_V \{\Delta Q\}^T \{\delta u\} dV + \iint_S \{\Delta P\}^T \{\delta u\} dS. \quad (22)$$

Согласно (16), приращения напряжений $\{\Delta\sigma\}$ в уравнении (22) будут

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon^e\}, \quad (23)$$

где $\{\Delta\varepsilon^e\}$ – вектор приращений упругих деформаций, $[D]$ – матрица упругих характеристик.

Приращения упругих деформаций определяются так:

$$\{\Delta\varepsilon^e\} = \{\Delta\varepsilon\} - \{\Delta\varepsilon^p\} - \{\Delta\varepsilon^c\} - \{\Delta\varepsilon^d\}, \quad (24)$$

где $\{\Delta\varepsilon^p\}$ определяется из соотношения (5), $\{\Delta\varepsilon^c\}$ из соотношения (4), а $\{\Delta\varepsilon^d\}$ из соотношения (20).

Тогда разрешающее уравнение расчета по упруго-вязко-пластической модели принимает вид:

$$\begin{aligned} \iiint_V \{\Delta\varepsilon\}^T [D_{ep}] \{\delta\varepsilon\} dV = & \iiint_V \{\Delta Q\}^T \{\delta u\} dV + \\ & + \iint_S \{\Delta P\}^T \{\delta u\} dS + \iiint_V \{\Delta\varepsilon^c\}^T [D] \{\delta\varepsilon\} dV + \iiint_V \{\Delta\varepsilon^d\}^T [D] \{\delta\varepsilon\} dV. \end{aligned} \quad (25)$$

в котором $[D_{ep}]$ – упруго-пластическая матрица:

$$[D_{ep}] = [D] - \frac{[D] \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [D]}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}}.$$

Из уравнения (25) определяются приращения перемещений $\{\Delta u\}$, а затем полные перемещения, деформации и напряжения:

$$\{u^{k+1}\} = \{u^k\} + \{\Delta u\}, \quad \{\varepsilon^{k+1}\} = \{\varepsilon^k\} + \{\Delta\varepsilon\}, \quad \{\sigma^{k+1}\} = \{\sigma^k\} + \{\Delta\sigma\},$$

где k – номер шага нагружения.

В качестве критерия достижения системой предельного состояния принимается условие резкого увеличения приращения перемещений

$$\frac{||\{\Delta u\}||}{||\{\Delta u^0\}||} \gg 1, \quad (26)$$

а в качестве нормы в (26) используется выражение

$$||\{\Delta u\}|| = \left(\sum_i (\Delta u_i)^n \right)^{1/n},$$

где n – заданное число, Δu^0 – приращение перемещений на первом малом шаге нагружения при упругой деформации. Исследовались и другие варианты нормирования. Оказалось, что его влияние на предельную нагрузку мало при $n \geq 2$.

Для решения задачи по упруго-вязко-пластической модели в расчетный комплекс были включены дополнительные модули, позволяющие проводить различные варианты расчета с учетом следующих факторов: 1) дилатансии, нелинейной упругости и изменения пористости; 2) ползучести и пластичности; 3) изменения нагрузки во времени; 4) выемки грунта. Во всех случаях решение разрешающего уравнения МКЭ проводится методом последовательных догрузений. Результаты расчетов выводятся в файлы для их последующей обработки, в частности, для их визуализации в виде графиков и диаграмм.

В этой главе на базе расчетного комплекса решен ряд тестовых и модельных задач по упруго-вязко-пластической модели деформирования. К примеру, в качестве тестовых рассмотрены задачи растяжения и изгиба балки-стенки (рис. 1, 2). Механические характеристики и размеры балки-стенки приняты такими же как и во второй главе. На рис. 14 представлен график сходимости предельной нагрузки в зависимости от числа шагов нагружения в задаче изгиба балки-стенки из равнопрочного материала.

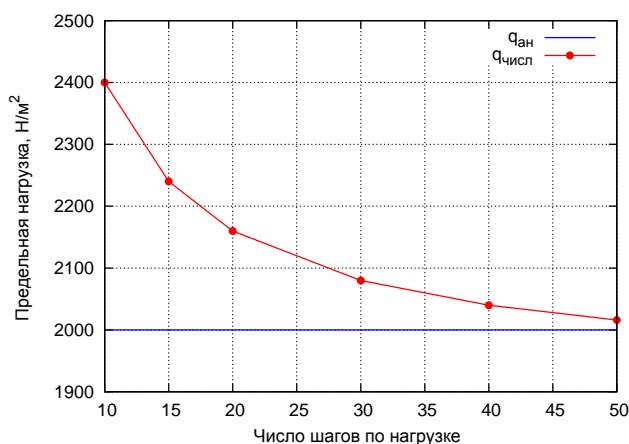


Рис. 14

Согласно результатам расчетов, в случае изгиба балок-стенок из равнопрочного материала численное решение отличается от аналитического по перемещениям на 1 %, а по предельной нагрузке на 6 %. В некоторых вариантах расчета предельная нагрузка отличалась на 12%.

Далее проводится сравнительный анализ упрощенных и уточненных методик расчета. В табл. 3 представлены результаты расчета изгиба балки-стенки и их сравнение с аналитическим решением. Там же даются результаты, полученные с использованием расчетного комплекса ANSYS, в котором пре-

дельная нагрузка определяется путем пробного нагружения, а предельное состояние считается достигнутым, если итерационный процесс расходится.

Таблица 3. Сравнительный анализ различных методик расчета

Методики	Перемещение (м)	Пред. нагрузка (Н/м ²)
Аналитическое решение	1.0509	2000
Теория пред. равновесия	-	2008 (+0.4%)
Упруго-пластич. модель	-	2016 (+0.8%)
ANSYS (упруго-пластич.)	-	2005 (+0.25%)
Жестко-ползучая модель	0.9663 (-8%)	-
Упруго-вязкая модель	1.036 (-1.4%)	-
ANSYS (упруго-вязкая модель)	1.045 (-0.5%)	-

Как видно из таблицы, при определении предельной нагрузки по упруго-пластической модели результат получается менее точным. А в задачах ползучести (когда упругие деформации малы по сравнению с деформациями ползучести) перемещения балки-стенки по жестко-ползучей и упруго-вязко-пластической моделям получаются достаточно близкими.

В качестве модельной задачи, как и предыдущей главе, рассмотрена задача расчета подземного гаража [1, 5, 8, 12]. Картина его НДС по упруго-вязко-пластической модели представлена на рис. 15. На рис. 16 представлена картина деформированного состояния системы с учетом всех принятых в работе существенных факторов одновременно. Изолиниями выделены значения функции напряженности (6) одного уровня.

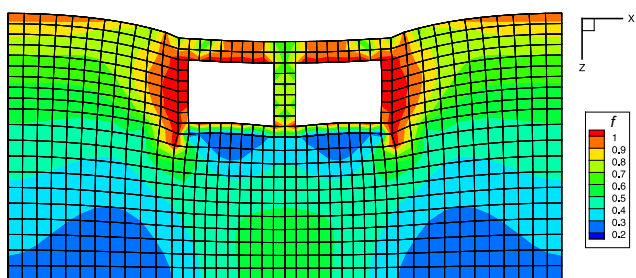


Рис. 15

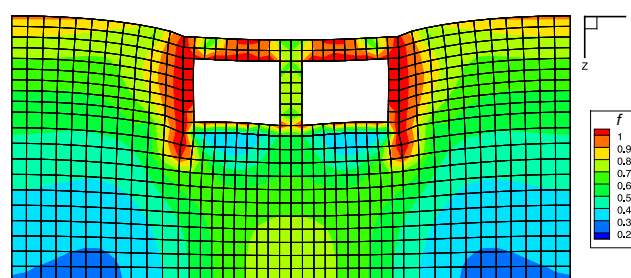


Рис. 16

В качестве другой модельной задачи рассмотрена задача о постепенной выемке грунта из котлована (рис. 11), ограниченного по краям подземными железобетонными стенками [2–4, 6, 7, 9–11].

Методика решения этой задачи состоит в следующем. Вначале прикладывается нагрузка от собственного веса грунта и шпунта, а затем постепенно прикладывается внешняя нагрузка q от находящихся рядом зданий. После относительной стабилизации решения начинается моделирование процесса постепенной выемки грунта под котлован.

Было исследовано влияние глубины выемки под котлован на предельную нагрузку. Как и ожидалось, чем глубже котлован, тем меньше предельная нагрузка (рис. 17). В данном случае при изменении глубины на 5 метров предельная нагрузка уменьшилась примерно на 50%. На рис. 18 представлен результат исследования влияния дилатансии на предельную нагрузку.

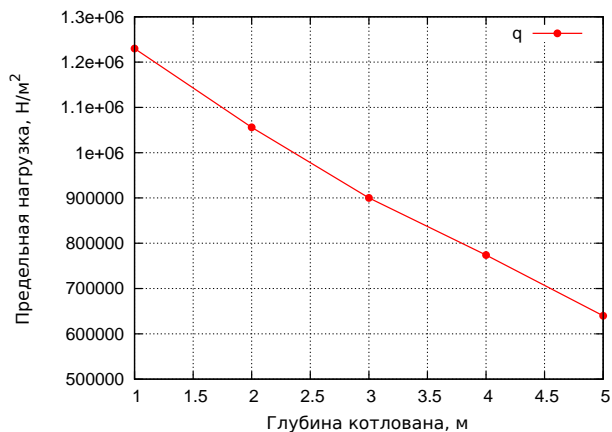


Рис. 17

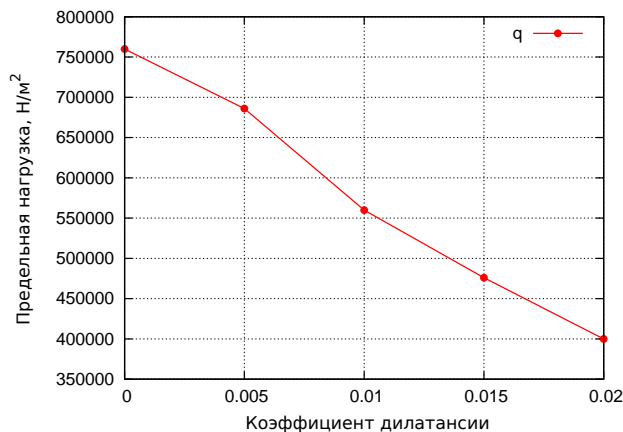


Рис. 18

Влияние параметров вязкости на предельную нагрузку представлено на рис. 19.

Также было исследовано влияние скорости выемки грунта на предельную нагрузку (рис. 20). В данной модельной задаче оказалось, что скорость выемки грунта почти не влияет на величину предельной нагрузки, если процесс выемки длится более 10 суток.

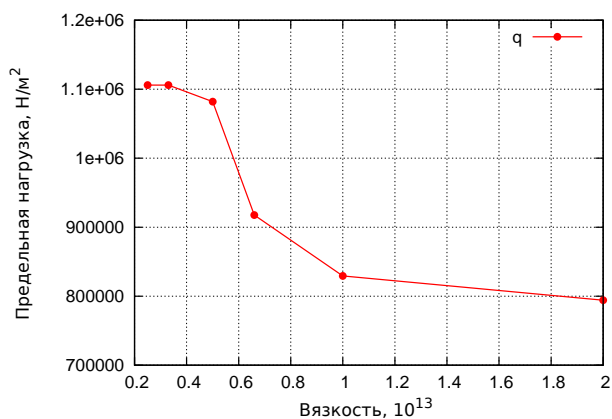


Рис. 19

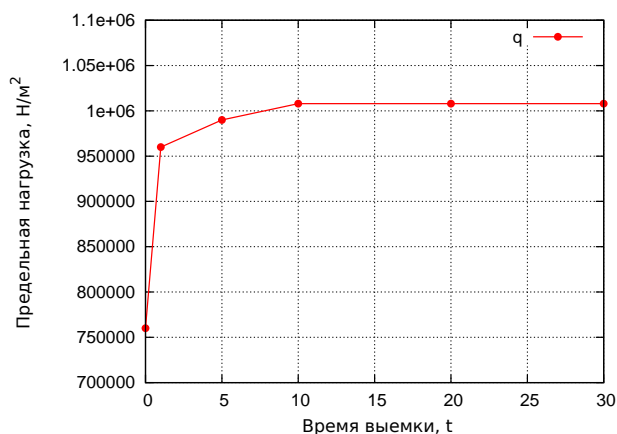


Рис. 20

На рис. 21 представлено НДС, полученное по упруго-вязко-пластической модели деформирования, а на рис. 22 соответствующая картина с учетом и других факторов (т.е. изменение пористости и прочностных характеристик, дилатансии, нелинейной упругости) одновременно. Изополями показаны значения функции напряженности.

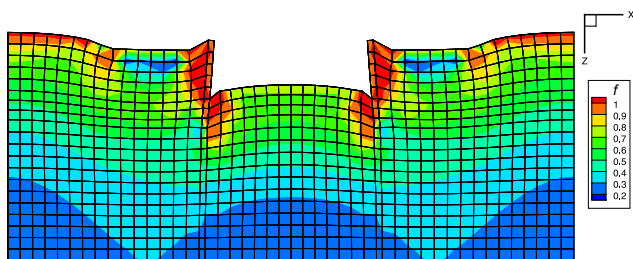


Рис. 21

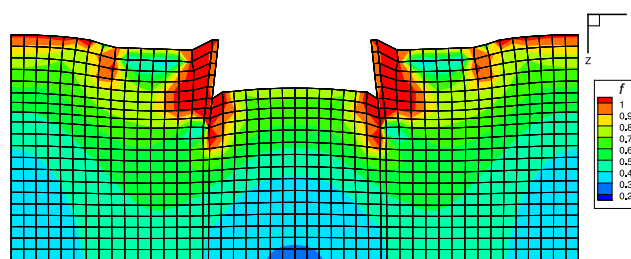


Рис. 22

Сравнительный анализ упрощенной и уточненной методик (но без учета дилатансии) был сделан и для модельных задач, который показал, что результаты отличаются в пределах 5% по осадке и 10% по предельной нагрузке.

Общий анализ результатов позволяет сделать следующие выводы.

1. Теория предельного равновесия позволяет получать предельную нагрузку достаточно просто при минимуме известных механических характеристик. При этом для оценки величины предельной нагрузки нет необходимости последовательно менять внешнюю нагрузку. Для получения приемлемого результата требуется около 9-10 итераций.

2. Преимущество модели жестко-ползучего тела состоит в простоте и возможности быстрого получения результата (требуется около 10-20 шагов итерации). При этом для определения осадки нет необходимости проводить интегрирование уравнений по времени, т.к. можно сразу же получить перемещения для заданного конечного времени.

3. Преимущество упруго-вязко-пластической модели заключается в том, что она позволяет учитывать как упругие, вязкие и пластические, так и другие механические эффекты (дилатансию, изменение пористости), изменение нагрузки и прочностных характеристик во времени, технологические процессы типа выемки грунта из котлована. Но для этого приходится проводить пошаговое по времени решение задачи и исследовать сходимость процесса. При этом требуется знать большее количество механических характеристик.

Заключение

Проведенные исследования позволяют сделать следующие выводы:

1. Разработана методика определения предельной нагрузки для системы конструкция-грунт по теории предельного равновесия.

2. Разработана методика определения деформаций системы по жестко-ползучей модели.

3. Разработаны методики определения уровня напряженно-деформированного состояния и оценки несущей способности системы конструкция-грунт с учетом пластичности, ползучести, нелинейной упругости, дилатансии, пористости и изменения прочностных характеристик грунта с течением времени

а также в зависимости от процесса выемки грунта.

4. На основе численных экспериментов выявлены закономерности влияния механических, геометрических и временных характеристик на предельную нагрузку и осадку системы конструкция-грунт.

Список публикаций

1. Каюмов Р.А., Шакирзянов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Исследование взаимодействия железобетонной тонкостенной конструкции с грунтовым массивом в условиях ползучести // Проблемы нелинейной механики деформируемого твердого тела: Труды Второй междунар. конф. — Казань: Казан. гос. ун-т, 2009. — С. 198–200.
2. Каюмов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Моделирование поведения и оценка несущей способности системы тонкостенная конструкция-грунт с учетом ползучести и деградации грунта // Учен. зап. Казан. ун-та. Сер. Физ.-матем. науки. — 2011. — Т. 153, № 4. — С. 67–75.
3. Каюмов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Учет ползучести и деградации грунта при оценке несущей способности системы тонкостенная конструкция-грунт // Матер. XXIV Междунар. конф. «Математическое моделирование в механике деформируемых тел и конструкций. Методы граничных и конечных элементов». — СПб.: 2011. — С. 60–61.
4. Каюмов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Моделирование системы тонкостенная конструкция-грунт и оценка ее несущей способности // Матер. XVIII междунар. симпоз. «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» им. А.Г. Горшкова. — Т. 1. — М.: 2012. — С. 98–99.
5. Мирсаяпов И.Т., Каюмов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Напряженно-деформированное состояние железобетонного тонкостенного коробчатого фундамента, взаимодействующего с нелинейно-деформируемым грунтовым массивом // Тез. докл. 61-ой Республ. научн. конф. по проблемам архитектуры и строительства. — Казань: КГАСУ, 2009. — С. 104.
6. Шакирзянов Р.А., Шакирзянов Ф.Р. Исследование взаимодействия грунтового массива и железобетонной шпунтовой стенки с учетом процессов ползучести, деградации и выемки грунта // Вестник Нижегородского университета им. Н.И. Лобачевского. — 2011. — Т. 4(5). — С. 2606–2608.
7. Шакирзянов Ф.Р. Исследование взаимодействия грунтового массива и железобетонного шпунта в процессе выемки грунта // Тез. докл. 61-ой

Республ. научн. конф. по проблемам архитектуры и строительства. — Казань: КГАСУ, 2009. — С. 250.

8. Шакирзянов Ф.Р. Расчет подземного гаража при совместной работе с пластичным грунтом. // Тез. докл. 62-ой Республ. науч. конф. по проблемам архитектуры и строительства. — Казань: КГАСУ, 2010. — С. 297.
9. Шакирзянов Ф.Р. Расчет системы шпунтовая стенка-грунт с учетом выемки грунта, ползучести и деградации // Тезисы докладов 63-ой Всероссийской научной конференции по проблемам архитектуры и строительства. — Казань: КГАСУ, 2011. — С. 328.
10. Шакирзянов Ф.Р. Оценка несущей способности системы тонкостенная конструкция-грунт // Актуальные проблемы естественных и гуманитарных наук. Матер. научн.-практ. конф. Ч. 1. — Зеленодольск: КФУ, 2012. — С. 23–27.
11. Шакирзянов Ф.Р. Сравнительный анализ двух методик расчета системы «тонкостенная конструкция-грунт» с учетом выемки грунта и ползучести // Научно-технический вестник Поволжья. — 2012. — № 1. — С. 44–47.
12. Шакирзянов Ф.Р. Сравнительный анализ методик расчета системы «тонкостенная конструкция-грунт» с учетом выемки грунта, ползучести и деградации. // Тез. докл. 64-ой Всеросс. научн. конф. по проблемам архитектуры и строительства. — Казань: КГАСУ, 2012. — С. 345.

Подписано в печать 16.05.2012.
Бумага офсетная. Формат 60x84_{1/16}.
Усл.печ.л. 1,4. Уч.-изд.л. 1,5. Печать ризографическая.
Тираж 100 экз. Заказ 05/16.
Издательство ЗАО «Новое знание»
420029, г. Казань, ул. Сибирский тракт, 34, корпус 10, офис 6.

Отпечатано с готового оригинал-макета
на полиграфическом участке ЗАО "Новое знание".
420029, г. Казань, ул. Сибирский тракт, 34, корпус 10.